

SUGESTÕES PARA A REVISÃO DA NORMA
BRASILEIRA NBR-6118

Autor: José Milton de Araújo

Prof. Titular Doutor
Escola de Engenharia da FURG
Rio Grande – RS
e-mail: ed.dunas@mikrus.com.br

Novembro de 2011

INTRODUÇÃO

Neste documento, apresento algumas sugestões para a Comissão Revisora da norma brasileira NBR-6118. O objetivo é contribuir para o aperfeiçoamento da referida norma, sem ter a pretensão de que minhas observações se constituam em verdades absolutas, muito menos inquestionáveis. Respeitando e admirando o trabalho já desenvolvido por todos os que colaboraram até o presente momento, tomo a liberdade de manifestar minhas posições a respeito de alguns itens da norma, com os quais não concordo totalmente. Desde já, cumprimento a todos que tiveram a difícil tarefa de elaborar a norma atualmente em vigor e que se propõem a fazer sua revisão.

As observações a seguir não se encontram na sequência em que aparecem na norma. Em todo caso, o item pertinente da NBR-6118 é referido.

Observações:

- Texto em preto contém observações, comentários e justificativas
- *Texto em itálico foi extraído das referências*
- [Texto em azul contém as sugestões a serem incluídas na norma](#)

Em alguns tópicos, aproveito observações inseridas no documento da ABECE, distribuído entre os participantes do ENECE 2011 e divulgado nas comunidades Calculistas e TQS na Internet.

CAPÍTULO 8 – PROPRIEDADE DOS MATERIAIS

Item da NBR-6118: 8.2.8

A expressão que consta na NR-6118 é a mesma expressão do ACI, com um pequeno arredondamento, como já mostrei na página 13 da referência [1]. Portanto, essa expressão não se baseia em resultados experimentais obtidos no Brasil.

Em um estudo realizado na referência [2], onde analisei 424 resultados experimentais obtidos em laboratórios de quatro Estados brasileiros (MG, SP, RJ e BA), ficou demonstrado que a atual expressão da NBR-6118 não representa adequadamente o módulo de deformação longitudinal desses concretos. A equação do CEB/90 representou melhor os resultados experimentais em termos médios.

Além disso, é reconhecido em todos os estudos que o módulo do concreto se correlaciona melhor com a raiz cúbica da resistência. O próprio CEB abandonou sua formulação original, que era baseada na raiz quadrada. A fórmula do CEB/90 é a mesma usada no EC2 e no MC-FIB 2010.

As figuras 19 e 20 abaixo, e os comentários, foram extraídos da referência [2].

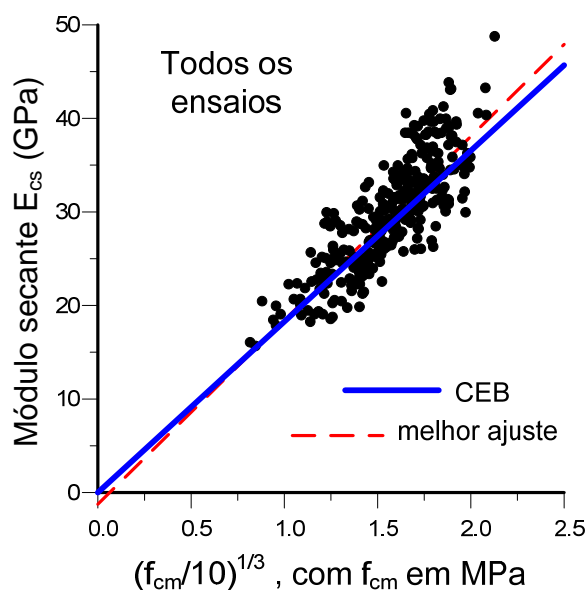


Fig. 19 – Modelo do CEB e todos os resultados para o módulo secante

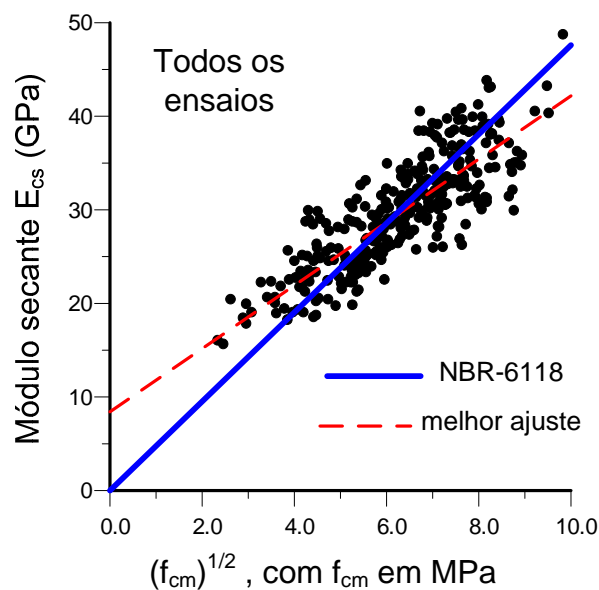


Fig. 20 – Modelo da NBR-6118 e todos os resultados para o módulo secante

Conforme se observa na fig. 19, a reta de mínimos quadrados tende a passar pela origem, quando a correlação é feita com a raiz cúbica da resistência à compressão. Por isso, é possível adotar uma expressão do tipo $E_{cs} = a(f_{cm}/10)^{1/3}$, onde a é uma constante, como no modelo do CEB.

Por outro lado, quando a correlação é feita com a raiz quadrada da resistência, a reta de mínimos quadrados se afasta da origem, como pode ser visto na fig. 20. Desse modo, a função $E_{cs} = a\sqrt{f_{cm}}$ não possui um bom ajuste com os resultados experimentais. Para empregar $\sqrt{f_{cm}}$, seria necessário adotar a expressão $E_{cs} = a\sqrt{f_{cm}} + b$, onde a e b são constantes. Por esse motivo, o próprio CEB abandonou sua formulação inicial, que tinha por base a raiz quadrada da resistência [12].

As conclusões do artigo da referência [2] são as seguintes:

O módulo de deformação longitudinal do concreto varia com sua resistência à compressão, como já se sabe de longa data. Entretanto, existem diversos fatores relacionados com a composição do concreto, os quais influenciam no valor do módulo de deformação. Desse modo, qualquer correlação entre o módulo e a resistência à compressão está sujeita a erros, que podem ser bastante grosseiros.

As equações que correlacionam E_c com f_c são muito úteis na fase de projeto, mas não servem para controle de qualidade de um concreto em particular. Esse controle deve ser feito por meio de ensaios com o concreto utilizado na obra.

A equação proposta na NBR-6118 não foi obtida a partir de ensaios realizados no Brasil, como tem sido aventado. Essa equação foi retirada do ACI, sofrendo apenas um pequeno arredondamento no coeficiente que multiplica $\sqrt{f_{ck}}$. Portanto, não se trata de uma equação original que representa os concretos produzidos no Brasil.

Neste trabalho, foram analisados 424 resultados de ensaios, realizados em diversas regiões do Brasil, por diferentes pesquisadores. Desse estudo, pode-se

constatar que nenhuma fórmula é infalível, quando se analisam concretos particulares. É possível que, para um determinado concreto em particular, a fórmula da NBR-6118 se ajuste melhor que a fórmula do CEB.

Entretanto, do ponto de vista do projetista e das normas que regulamentam o projeto estrutural, o mais importante é dispor de uma equação simples, que seja capaz de representar o comportamento de todos os concretos usualmente utilizados, em termos de um comportamento médio.

Nesse sentido, não resta a menor dúvida de que a equação do CEB/90 é mais adequada do que a equação da NBR-6118. Estranhamente, a NBR-6118 adotou todas as equações do CEB/90 para a modelagem das propriedades do concreto, exceto a equação que fornece o módulo de deformação longitudinal.

Sugere-se que, na futura revisão da NBR-6118, seja adotada a equação do CEB/90 para avaliar o módulo de deformação longitudinal do concreto na fase de projeto. Em todas as verificações, locais ou de comportamento global, onde se emprega uma análise elástica linear, deve-se adotar o módulo secante. O módulo tangente só deve ser utilizado na modelagem das equações constitutivas do concreto, quando for realizada uma análise não-linear.

Documento da ABECE:

Nesse documento, mantém-se a equação da NBR-6118 e apresenta-se uma tabela com valores de E_{ci} em função de f_{ck} . Porém, os valores da tabela não correspondem à equação $E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}}$.

Para levar em conta o tipo de agregado, sugere-se multiplicar o módulo por alguns coeficientes que se originaram no CEB/90. Ocorre que há dois valores: 1,1 a 1,2 para basalto, diabásio e calcário sedimentar denso.

Não creio que se deva deixar isto em aberto. A norma deve definir um multiplicador único, para não criar dúvidas. Deixando assim, o projetista vai escolher o que melhor lhe convém, conforme o problema a ser analisado.

Ainda nesse documento, sugere-se adotar a relação $E_{cs} = 0,95E_{ci}$.

Ora, não parece razoável que uma norma de projeto fique sofrendo alterações dessa natureza. A NBR-6118 de 1978 adotava $E_{cs} = 0,90E_{ci}$. A de 2003 passou a adotar $E_{cs} = 0,85E_{ci}$, para acompanhar o CEB. Essa constante alteração em um coeficiente só gera confusão.

O EC2 adota a mesma expressão do CEB/90, a menos de arredondamentos no coeficiente 21,5 (que passa para 22) e no expoente 1/3 (que passa para 0,3), mas define esse módulo como secante (e não como tangente, como na versão original do CEB/90). Assim, o EC2 sugere multiplicar o “módulo secante do EC2” (que é o mesmo módulo tangente do CEB) por 1,05 para obter o “módulo tangente do EC2”. Talvez seja essa a origem da relação $E_{cs} = 0,95E_{ci}$ que consta no documento do ENECE (1/1,05=0,95). Porém, observa-se que o MC-FIB 2010 usa a mesma expressão do CEB/90 para o módulo tangente. Apenas o módulo secante é definido por $E_{cs} = \alpha_i E_{ci}$, onde o coeficiente α_i varia com f_{ck} . O valor mínimo de α_i é igual a 0,85. É muita sofisticação para uma propriedade que apresenta uma variabilidade tão alta! Em termos de projeto, não faz o menor sentido. Por isso, a forma que ora se encontra na NBR-6118, $E_{cs} = 0,85E_{ci}$, deve ser mantida.

Nesse documento da ABECE, há a expressão

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_c(t)}{f_c} \right]^{0,3} E_{ci}$$

que permite determinar o módulo $E_{ci}(t)$ numa idade t dias, a partir do módulo E_{ci} na idade 28 dias.

Essa equação foi retirada do EC2. Ora, o expoente 0,3 é um simples arredondamento da fração $1/3 = 0,33$. Assim, nessa expressão está sendo admitida uma variação cúbica do módulo com a resistência. Isto equivale a dizer que

$$E_{ci}(t) = a[f_c(t)]^{1/3}$$

de onde resulta a relação

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_c(t)}{f_c} \right]^{1/3} E_{ci}$$

Logo, o uso da expressão $E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}}$ é incoerente com a variação do módulo com a idade. Utilizando a expressão do CEB/90, pode-se avaliar o módulo em qualquer idade com a mesma equação, bastando usar a resistência média na idade considerada.

Ainda na NBR-6118, está escrito: “Na avaliação do comportamento global da estrutura e para o cálculo das perdas de protensão, pode ser utilizado em projeto o módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}) “. Qual a justificativa para isto? Para o cálculo das flechas de lajes e vigas (sob cargas de serviço), utiliza-se o módulo secante. Para determinar os esforços solicitantes, os quais serão utilizados no dimensionamento dos elementos estruturais, utiliza-se o módulo secante. Para calcular os deslocamentos sob cargas horizontais, utiliza-se o módulo tangente? Não faz sentido! Em ambos os casos, a resposta depende da rigidez de toda a estrutura. Por que a resposta sob cargas verticais será diferente da resposta sob cargas horizontais? O que se pode diferenciar são as inércias equivalentes, em serviço e no estado limite último, e não o módulo do concreto.

O módulo secante foi introduzido com a finalidade de substituir a análise não linear por uma análise elástica linear equivalente. Portanto, o mais coerente é sempre adotar o módulo secante em todas as análises lineares, seja em serviço, seja no estado limite último. Neste último caso, o que se pode fazer é reduzir a inércia, mas mantendo o módulo secante, por coerência. Aliás, isto está bem explícito na seção 2.1.4.2 do CEB/90.

Sobre a nomenclatura:

É usual adotar-se a denominação “módulo de elasticidade” no lugar de módulo de deformação longitudinal do concreto. A rigor, o termo módulo de elasticidade é inadequado, pois o concreto não é um material elástico. Por definição, um material elástico é aquele que apresenta uma relação tensão-deformação única, independente dos ciclos de carga e descarga a que ele for submetido. Se essa relação é linear, o material obedece à Lei de Hooke, sendo conhecido como material elástico linear. O material também pode ser elástico não linear, quando não há proporcionalidade entre tensão e deformação.

Por outro lado, há os materiais inelásticos, como é o caso do concreto, com relações tensão-deformação distintas nos ciclos de carregamento e descarregamento.

Logo, reconhecendo que o concreto não é um material elástico, não é adequado denominar sua propriedade mecânica por módulo de elasticidade.

Na própria NBR-6118, item 8.2.8 há um conflito, pois o título se refere a módulo de elasticidade e no texto há a expressão “módulo de deformação tangente”.

Recomenda-se usar a denominação “módulo de deformação longitudinal”, como faz a norma espanhola EHE. Do mesmo modo, recomenda-se a denominação “módulo de deformação transversal” para $G = E_c / 2(1 + \nu)$, que consta no item 8.2.9.

PROPOSTA PARA OS ITENS 8.2.8 e 8.2.9

8.2.8 Módulo de deformação longitudinal

O módulo de deformação longitudinal deve ser obtido segundo ensaio descrito na ABNT NBR 8522, sendo considerado nesta Norma o módulo de deformação tangente inicial cordal a 30% f_c , ou outra tensão especificada em projeto. Quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de deformação tangente inicial usando a expressão:

$$E_{ci} = 21500 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{1/3}$$

onde E_{ci} e f_{ck} são dados em MPa.

Essa expressão é válida para concretos feitos com agregados de granito e gnaisse. Para outros tipos de rocha, ela deve ser multiplicada pelos seguintes coeficientes:

- 1,2 para basalto, diabásio e calcário sedimentar denso
- 0,9 para calcário metamórfico e metassedimentos
- 0,7 para arenito

O módulo de deformação longitudinal numa idade j dias pode ser avaliado com a expressão anterior, substituindo f_{ck} por f_{ckj} .

Quando for o caso, é esse o módulo de elasticidade a ser especificado em projeto e controlado na obra.

O módulo de elasticidade secante, a ser utilizado em todas as análises elásticas de projeto, tanto nas verificações relativas aos estados limites de serviço, quanto nas verificações relativas aos estados limites últimos, deve ser calculado pela expressão:

$$E_{cs} = 0,85E_{ci}$$

A expressão anterior é adotada para tração e compressão.

8.2.9 Coeficiente de Poisson e módulo de deformação transversal

O módulo de deformação transversal G_c deve ser calculado pela expressão:

$$G_c = \frac{E_{cs}}{2(1+\nu)}$$

onde ν é o coeficiente de Poisson.

Para tensões de compressão menores que $0,5f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson ν pode ser considerado igual a 0,2. Para o concreto fissurado, pode-se adotar $\nu = 0$.

Item da NBR-6118: 8.2.11

A NBR-6118 adota o modelo do CEB/78 para o cálculo das deformações diferidas do concreto. Esse modelo, do tipo soma, é apresentado no Anexo A. As equações de ajuste dos gráficos originais do CEB/78 não são as equações do próprio CEB. As equações do CEB foram apresentadas na publicação *CEB Design manual on Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete*, de 1984.

Deve-se salientar que a NBR-6118, ao mudar a fórmula do módulo tangente do CEB (raiz cúbica da resistência) para a fórmula do ACI (raiz quadrada da resistência), alterou a calibração do modelo de fluência. Ou seja, as curvas para cálculo do coeficiente de fluência e da deformação de retração que constam no CEB/78 foram ajustadas em função de um módulo dado em termos da raiz cúbica da resistência. Ao adotar outra equação para o módulo, deve-se recalibrar o modelo de fluência.

Nesse sentido, torna-se incoerente adotar os modelos de fluência do CEB, EC2 ou MC-FIB 2010, associados a uma equação para avaliar o módulo oriunda de outra norma. A NBR-6118, ao adotar um modelo de determinada norma, deve fazê-lo por inteiro, sob pena de deturpar os resultados finais.

A formulação do CEB/90 é do tipo produto.

A escolha por um ou outro tipo de formulação, a princípio, é irrelevante. Porém, as formulações do tipo produto têm vantagem sobre as formulações do tipo soma para a análise numérica, quando se emprega o método dos elementos finitos, por exemplo. A formulação do tipo produto pode ser facilmente substituída por uma série de Dirichet e empregada em um método incremental, como feito pelo Autor na referência [3]. As normas atuais (CEB/90, EC2, MC-FIB) optaram por uma formulação do tipo produto.

A formulação do EC2 é derivada do modelo do CEB/90, com pequenas alterações. Além disso, há uma pequena redução no coeficiente de fluência para concretos com $f_{ck} > 35$ MPa (através dos coeficientes α_1 e α_2 que constam no Anexo B do EC2). Na prática, os resultados numéricos são muito próximos.

Sugestões para a revisão da norma brasileira NBR-6118
Autor: José Milton de Araújo

Considerando esses fatos, e a maior atualidade do CEB/90 em relação ao CEB/78, sugere-se que o Anexo A seja substituído pela formulação do CEB/90 para a fluência e a retração do concreto. Alternativamente, pode-se adotar a formulação do EC2 (com um pouco mais de sofisticação). Há que se ponderar se essa sofisticação se justifica no nível de uma norma de projeto!

A tabela 8.1 da NBR-6118 é muito superficial, pois não leva em conta o f_{ck} . As deformações específicas de retração que constam nessa tabela são muito pequenas, como se pode ver por comparação com o Quadro 3.2 do EC2 e com a tabela proposta abaixo, a qual foi desenvolvida com base no modelo do CEB/90. Por outro lado, a deformação de retração depende muito de f_{ck} , o que não aparece na tabela 8.1.

PROPOSTA PARA O ITEM 8.2.11

Em casos onde não

..... segundo indicação do anexo A. (Manter o texto como está na NBR-6118)

Sugestões para a revisão da norma brasileira NBR-6118
 Autor: José Milton de Araújo

Tabela 8.1-a – Valores de referência do coeficiente final de fluência $\varphi(t_{\infty}, t_o)$ para
 $t_o = 28$ dias

Concreto $f_{ck} = 20$ MPa						
Espessura fictícia h_o (cm)	Umidade relativa UR (%)					
	40	50	60	70	80	90
5	4,1	3,7	3,2	2,8	2,4	2,0
10	3,6	3,2	2,9	2,6	2,2	1,9
15	3,3	3,0	2,7	2,4	2,1	1,8
30	2,9	2,7	2,5	2,2	2,0	1,8
60	2,7	2,5	2,3	2,1	1,9	1,7
Concreto $f_{ck} = 40$ MPa						
Espessura fictícia h_o (cm)	Umidade relativa UR (%)					
	40	50	60	70	80	90
5	3,1	2,8	2,5	2,2	1,8	1,5
10	2,7	2,5	2,2	2,0	1,7	1,4
15	2,5	2,3	2,1	1,9	1,6	1,4
30	2,3	2,1	1,9	1,7	1,5	1,4
60	2,0	1,9	1,7	1,6	1,5	1,3
Concreto $f_{ck} = 60$ MPa						
Espessura fictícia h_o (cm)	Umidade relativa UR (%)					
	40	50	60	70	80	90
5	2,6	2,4	2,1	1,8	1,5	1,3
10	2,3	2,1	1,9	1,6	1,4	1,2
15	2,1	1,9	1,7	1,6	1,4	1,2
30	1,9	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1
60	1,7	1,6	1,5	1,3	1,2	1,1
Concreto $f_{ck} = 90$ MPa						
Espessura fictícia h_o (cm)	Umidade relativa UR (%)					
	40	50	60	70	80	90
5	2,2	2,0	1,7	1,5	1,3	1,1
10	1,9	1,7	1,5	1,4	1,2	1,0
15	1,8	1,6	1,5	1,3	1,1	1,0
30	1,6	1,5	1,3	1,2	1,1	1,0
60	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9

Tabela 8.1-b – Valores finais da deformação específica de retração $\varepsilon_{cs\infty} \times 10^{-5}$

f_{ck} (MPa)	Umidade relativa UR (%)					
	40	50	60	70	80	90
20	-68	-64	-57	-48	-36	-20
40	-54	-50	-45	-38	-28	-16
60	-39	-37	-33	-27	-20	-11
90	-17	-16	-15	-12	-9	-5

PROPOSTA PARA O ANEXO A

Adotar o modelo do CEB/90 integralmente.

Item da NBR-6118: 8.3.2

Nesse item, há alguns conflitos com a NBR-7480 de 2007.

A NBR-6118 diz que os fios e barras podem ser lisos ou providos de saliências ou mossas. Na NBR-7480: “As barras da categoria CA-50 são obrigatoriamente providas de nervuras ...” (item 4.2.1.1)

Na NBR-7480: “ Os fios podem ser lisos, entalhados ou nervurados, ...” referindo-se ao CA-60 (item 4.2.2). Logo, CA-60 não é entalhado, obrigatoriamente, como consta na tabela 8.2 da NBR-6118. Aliás, os principais fabricantes estão fazendo apenas CA-60 nervurado (vide Gerdau em <http://www.gerdau.com.br/produtos-e-servicos/produtos-por-aplicacao-detalle-produto.aspx?familia=228> e Belgo em http://www.belgo.com.br/produtos/construcao_civil/belgo_60_nervurado/belgo_60_nervurado.a.sp).

Na tabela que se propõe abaixo, mantém-se a classificação Lisa, Entalhada e Nervurada, porém sem especificar a categoria do aço, pois o CA-60 pode ser liso, entalhado ou nervurado, de acordo com a NBR-7480.

Na NBR-6118: “A configuração e a geometria das saliências ou mossas devem satisfazer também ao que é especificado nesta Norma nas seções 9 e 23, desde que existam solicitações cíclicas importantes.” 9 e 23 são capítulos e não seções. Seria interessante especificar a seção e não o capítulo. No capítulo 23, é a seção 23.5.5. Qual é a seção do capítulo 9?

PROPOSTA PARA O ITEM 8.3.2

8.3.2 Tipo de superfície

Permanece o texto atual, especificando qual é a seção do capítulo 9 e trocando seção 23 por seção 23.5.5.

Tabela 8.2 – Relação entre η_1 e η_b

Tipo de barra	Coeficiente de conformação superficial	
	η_b	η_1
Lisa	$\geq 1,0$	1,0
Entalhada	$\geq 1,2$	1,4
Nervurada	$\geq 1,5$	2,25

Item da NBR-6118: 8.3.5

A NBR-6118 adota o valor 210 GPa para o módulo de elasticidade dos aços de armadura passiva. Para os aços de armadura ativa, adota 200 GPa.

Qual é o motivo dessa diferença? Há ensaios que comprovam que os aços brasileiros (tipo CA) possuem esse módulo de elasticidade de 210 GPa? Ao que consta a esse Autor, a resposta é não. Ao contrário, as poucas publicações onde são apresentados resultados experimentais do módulo de elasticidade não confirmam o valor de 210 GPa.

Salienta-se, ainda, que a NBR-6118 é a única norma que considera esse valor para o módulo de elasticidade do aço. A tabela e o texto abaixo foram extraídos da referência [4].

Tabela 1 – Valor do módulo de elasticidade do aço segundo diversas normas de projeto

<i>Norma</i>	<i>Ano</i>	<i>Ref.</i>	<i>E_s (GPa)</i>
<i>NBR-6118</i>	<i>2003</i>	<i>2</i>	<i>210</i>
<i>CEB/78</i>	<i>1978</i>	<i>3</i>	<i>200</i>
<i>CEB/90</i>	<i>1990</i>	<i>4</i>	<i>200</i>
<i>DIN-1045*</i>	<i>2001</i>	<i>5</i>	<i>200</i>
<i>EC2</i>	<i>2004</i>	<i>6</i>	<i>200</i>
<i>ACI</i>	<i>1995</i>	<i>7</i>	<i>200</i>
<i>EHE</i>	<i>2007</i>	<i>8</i>	<i>200</i>
<i>AS 3600</i>	<i>2005</i>	<i>9</i>	<i>200</i>
<i>BS 8110**</i>	<i>1997</i>	<i>10</i>	<i>200</i>
<i>Normas que passaram a adotar o EC2:</i>			
<i>* substituída por DIN EN 1992-1-1:2004</i>			
<i>** substituído por BS EN 1992-1-1:2004</i>			

Conforme se observa, todas as normas adotam E_s = 200 GPa como valor do módulo de elasticidade dos aços para concreto armado, exceto a NBR-6118. Esse fato foi alertado pelo Autor em artigo com comentários sobre a NBR-6118, quando a mesma ainda se encontrava na fase de projeto [11].

Não é de conhecimento do Autor que esse valor E_s = 210 GPa tenha embasamento experimental que justifique a divergência da NBR-6118 em relação a todas as normas internacionais relevantes. Ao contrário, acredita-se que esse valor tenha sido deixado na versão de 2003 da NBR-6118 por puro esquecimento, ou sua alteração foi considerada de menor importância, sendo mantido no texto como um valor convencional que vinha sendo adotado desde a NBR-6118 de 1978.

Sendo assim, o Autor tem sugerido, em diversas publicações, que a NBR-6118 seja alterada, passando a adotar E_s = 200 GPa, como fazem as demais normas. Aliás, deve-se observar que os conteúdos presentes na NBR-6118 foram extraídos dessas normas internacionais, em particular, do CEB/90[4]. Desse modo, não há justificativa para se adotar um valor diferente para o módulo de elasticidade dos aços. Por isso, adota-se neste trabalho o valor E_s = 200 GPa.

PROPOSTA PARA O ITEM 8.3.5

8.3.5 Módulo de elasticidade

Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 200 GPa.

CAPÍTULO 6 – DIRETRIZES PARA DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Item da NBR-6118: 6.4.2

A tabela 6.1 precisa de um melhor detalhamento.

As observações 1) e 2), que se encontram no rodapé da tabela, permitem abrandar uma classe de agressividade.

Nota ¹⁾: Permite considerar uma classe mais branda no interior de apartamentos residenciais e conjuntos de escritórios. Também permite considerar uma classe mais branda em ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.

Da forma como está escrito na norma, pode-se entender que é possível considerar uma classe mais branda sempre que não se tratar de concreto aparente. No interior de apartamento ou escritório, pode-se abrandar uma classe independente de revestimento (poderia ser concreto aparente). Na parte externa do edifício, se for concreto revestido, pode-se abrandar uma classe. Isto parece coerente, pois não há como negar o efeito protetor da camada de revestimento: reboco e pintura, ou revestimento cerâmico nas fachadas. Porém, é preciso ficar mais claro.

Há, também, a necessidade de detalhar os casos de concreto em contato com o solo: solo seco, solo úmido não agressivo, solo úmido e agressivo, etc. Há necessidade de distinguir estrutura submersa em água doce e em água do mar. O Quadro 4.1 do EC2 apresenta bem essa diferenciação para estruturas submersas.

Talvez fosse o caso de dividir a tabela em concreto aparente e concreto revestido. Ficaria um conjunto para concreto aparente e outro conjunto para concreto revestido ou obras em climas secos. Além disso, seria conveniente separar as edificações para fins residenciais e de escritórios das demais estruturas. Minha sugestão é apresentar três tabelas, como abaixo.

PROPOSTA PARA O ITEM 6.4.2

6.4.2 Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado nas tabelas 6.1-a, 6.1-b e 6.1-c.

Tabela 6.1-a – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Risco de deterioração da estrutura
I	fraca	insignificante
II	moderada	pequeno
III	forte	grande
IV	muito forte	elevado

Tabela 6.1-b – Classes de agressividade ambiental para edifícios residenciais e de escritórios

Proteção do concreto	Localização da edificação	Classe de agressividade
Concreto revestido ¹⁾	Afastada do litoral	I
	Litorânea	II
Concreto aparente	Afastada do litoral ²⁾	II
	Litorânea	III

¹⁾ Concreto revestido com argamassa e pintura, revestimento cerâmico, ou outro revestimento que garanta adequada proteção ao concreto.

²⁾ Permite-se adotar a classe I em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, para as partes da edificação que ficarão protegidas da chuva (interiores); para as partes expostas à chuva, deve-se considerar a classe II.

Tabela 6.1-c - Classe de agressividade ambiental para as demais estruturas

[Incluir tabela](#)

CAPÍTULO 14 – ANÁLISE ESTRUTURAL

Item da NBR-6118: 14.6.4.3

A palavra “dutilidade”, que aparece em vários locais da NBR-6118, deve ser substituída por “ductilidade”. Segundo o dicionário Aurélio (conforme Acordo Ortográfico) e a Academia Brasileira de Letras (consultar Busca no Vocabulário em <http://www.academia.org.br/abl/cgi/cgilua.exe/sys/start.htm?sid=23>), não existem as palavras “dutilidade” e “dutil”. O correto é “**ductilidade**” e “**dútil**”.

A NBR-6118 adota os critérios de ductilidade do CEB/90. Entretanto, para os casos em que não são feitas redistribuições de esforços, a norma aumentou os valores de x/d . Com isso, criou-se uma descontinuidade na formulação.

De acordo com a NBR-6118, se um momento fletor M for reduzido para δM , em uma determinada seção transversal, deve-se ter:

a) $\delta \geq 0,44 + 1,25 x/d$, para $f_{ck} \leq 35$ MPa

b) $\delta \geq 0,56 + 1,25 x/d$, para $f_{ck} > 35$ MPa

Essas equações foram extraídas do CEB/90.

Fazendo $\delta = 1$ nas equações anteriores, resulta:

$$x/d \leq 0,45, \text{ para } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$x/d \leq 0,35, \text{ para } f_{ck} > 35 \text{ MPa}$$

Ou seja, se for feita análise linear sem redistribuição e nas seções onde não se espera a formação de rótulas plásticas (seções de momentos positivos), os limites para a profundidade relativa da linha neutra devem ser $x/d \leq 0,45$, para $f_{ck} \leq 35$ MPa, e $x/d \leq 0,35$, para $f_{ck} > 35$ MPa. Na NBR-6118, esses limites foram alterados para 0,50 e 0,40, respectivamente, criando-se uma descontinuidade desnecessária e sem justificativa.

O EC2 e o MC-FIB 2010 adotam os limites abaixo:

c) $\delta \geq 0,44 + 1,25 \left(0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu2}} \right) \frac{x}{d}$, para $f_{ck} \leq 50$ MPa

d) $\delta \geq 0,54 + 1,25 \left(0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu2}} \right) \frac{x}{d}$, para $f_{ck} > 50$ MPa

onde ε_{cu2} é a deformação de ruptura à compressão do concreto (deformação última no diagrama tensão-deformação), a qual é dada por

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035, \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu2} = 2,6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \text{ ‰}, \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

Substituindo $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ na equação c), resulta $\delta \geq 0,44 + 1,25 x/d$, para $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$.

Ou seja, a equação c) do EC2 é idêntica à equação a) que consta na NBR-6118 (oriunda do CE/90), apenas alterando-se o limite $f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$ para $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$.

A equação d) varia com f_{ck} , mas as variações são insignificantes, como se mostra na tabela abaixo.

Tabela 1 – Valores limites de x/d em função do parâmetro de redistribuição δ

f_{ck} (MPa)	$\delta = 1,00$		$\delta = 0,90$		$\delta = 0,75$	
	CEB	EC2	CEB	EC2	CEB	EC2
20	0,45	0,45	0,37	0,37	0,25	0,25
35	0,45	0,45	0,37	0,37	0,25	0,25
50	0,35	0,45	0,27	0,37	0,15	0,25
60	0,35	0,33	0,27	0,27	0,15	0,15
70	0,35	0,33	0,27	0,26	0,15	0,15
80	0,35	0,32	0,27	0,25	0,15	0,15
90	0,35	0,32	0,27	0,25	0,15	0,15

Conforme se observa na tabela 1, os resultados para $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$ são praticamente idênticos nas formulações do CEB e do EC2. Ou seja, a equação d) serve apenas para complicar o trabalho do projetista, pois os resultados serão os mesmos, em termos práticos. Complicação desnecessária, inserida em norma de projeto, certamente não terá utilidade!

Sobre esse assunto, o Autor realizou o estudo da referência [4], onde se justifica integralmente a adoção do modelo do CEB/90.

Considerando as observações anteriores, os resultados da referência [4], e o fato de que os limites do CEB/90 (hoje constantes na NBR-6118) são mais prudentes que os limites do EC2, sugere-se a alteração desse item da norma, para que o mesmo tenha a redação abaixo.

PROPOSTA PARA O ITEM 14.6.4.3

A capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for x/d , tanto maior será essa capacidade.

Para garantir a ductilidade dos elementos estruturais submetidos à flexão simples e à flexo-tração, nos casos em que não são feitas redistribuições de esforços, a profundidade relativa da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

- a) $x/d \leq 0,45$, para concretos com $f_{ck} \leq 35$ MPa;
- b) $x/d \leq 0,35$, para concretos com $f_{ck} > 35$ MPa.

Esses limites podem ser alterados se forem utilizados detalhes especiais de armaduras, como, por exemplo, os que produzem confinamento nessas regiões.

Quando for efetuada uma redistribuição, reduzindo-se um momento fletor M para δM em uma determinada seção transversal, a profundidade relativa da linha neutra para o momento δM nessa seção deve obedecer aos seguintes limites:

- a) $x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25$, para concretos com $f_{ck} \leq 35$ MPa;
- b) $x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25$, para concretos com $f_{ck} > 35$ MPa.

O coeficiente de redistribuição deve, ainda, obedecer aos seguintes limites:

- a) $\delta \geq 0,90$ para estruturas de nós móveis;
- b) $\delta \geq 0,75$ em qualquer outro caso.

Pode ser adotada redistribuição fora dos limites estabelecidos nesta Norma, desde que a estrutura seja calculada mediante o emprego de análise não linear ou de análise plástica, com verificação explícita da capacidade de rotação das rótulas plásticas.

Item da NBR-6118: 14.6.7.1

Na observação c), a Norma apresenta um modelo aproximado para o cálculo dos momentos fletores nos apoios de extremidade das vigas contínuas. De acordo com a figura 14.8, pode-se analisar um trecho do pórtico formado pelo vão de extremidade da viga e a metade da altura dos pilares superior e inferior.

Entretanto, na norma aparece a definição $r_i = I_i/l_i$ para as três barras do modelo, o que não é correto. Esse coeficiente estaria certo se os pilares fossem engastados nos nós do pórtico, como era feito na NBR-6118 de 1978. Acredito que tenha sido esquecimento, quando da elaboração da NBR-6118/2003.

Analisando esse modelo de três barras, devem-se considerar os seguintes coeficientes de rigidez:

para a viga: $r_{vig} = 4I_{vig}/l_{vig}$

para o pilar superior: $r_{\text{sup}} = 6I_{\text{sup}}/l_{\text{sup}}$

para o pilar inferior: $r_{\text{inf}} = 6I_{\text{inf}}/l_{\text{inf}}$

Observar que o coeficiente do pilar é 6, porque só se considera a metade da altura dos pilares.

Barra com extremidade rotulada de comprimento L : $r = 3I/L$

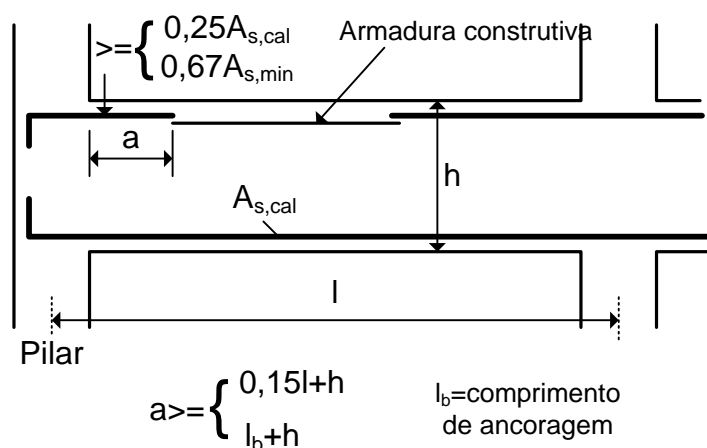
Substituindo $L = 0,5l_{\text{sup}}$ e $L = 0,5l_{\text{inf}}$, resultam os coeficientes acima.

Quando a viga é calculada como contínua, considerando rótulas nos apoios de extremidade, essa armadura negativa não é necessária para o equilíbrio. Essa armadura tem a única função de limitar a abertura das fissuras na face superior da viga, junto ao pilar de extremidade. Portanto, não há necessidade de realização desse cálculo, o qual, inúmeras vezes, leva a um momento negativo muito alto. Há situações em que esse momento negativo chega a ser bem maior (em valor absoluto) que o momento positivo no vão, obtido do cálculo como viga contínua.

Esse modelo de três barras deve ser utilizado apenas para o cálculo dos momentos iniciais nos pilares de extremidade. Para os pilares, é necessário adotar o cálculo como pórtico (ou o modelo simplificado de três barras) porque, enquanto a viga permanecer no estágio I, os pilares de extremidade estarão submetidos a momentos importantes. Porém, para a viga pode-se adotar apenas uma armadura para controle da fissuração, como fazem o CEB e o EC2.

O EC2, na seção 9.2.1.2, permite que se considere um momento negativo, nos apoios de extremidade das vigas, igual a 0,15 do momento máximo no vão (momento positivo). O mesmo valor é adotado pelo CEB/90.

Na página 197 da referência [5], tenho sugerido o detalhamento abaixo.



Isso equivale a considerar, nos apoios de extremidade das vigas, um momento negativo igual a 0,25 do momento máximo no vão. O limite $0,67A_{s,min}$, específico para essas armaduras de controle da fissuração, se obtém considerando a resistência média à tração do concreto, f_{ctm} , e a tensão de escoamento característica do aço $f_{yk} = 1,15f_{yd}$.

Já a armadura mínima, $A_{s,\min}$, que deverá ser respeitada no dimensionamento das seções dos vãos e sobre os apoios internos, é obtida considerando-se a resistência à tração característica superior $f_{ctk,\sup} = 1,3f_{ctm}$ e f_{yd} .

Uma vez que o modelo de três barras é útil para o cálculo dos momentos iniciais nos pilares de extremidade (quando as vigas forem calculadas como contínuas), sugiro manter o modelo, porém proponho a redação abaixo.

PROPOSTA PARA O ITEM 14.6.7.1

14.6.7.1 Vigas contínuas

Pode ser utilizado o modelo clássico de viga contínua, simplesmente apoiada nos pilares, para o estudo das cargas verticais. Nas vigas que constituem uma construção monolítica com seus apoios, são necessárias as seguintes correções adicionais:

- a) não devem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- b) quando a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- c) em cada apoio de extremidade das vigas, deve ser considerado um momento negativo com valor absoluto pelo menos igual a 0,25 do momento positivo no respectivo vão de extremidade; as armaduras assim obtidas devem respeitar o limite mínimo de 0,67 da armadura especificada na seção 17.3.5.2.1;
- d) os momentos fletores nos nós dos pilares extremos, transmitidos pelas vigas, devem ser considerados, obrigatoriamente, podendo ser calculados pelas seguintes expressões com base no modelo da figura 14.8;

$$\text{pilar inferior} \quad M_{\text{inf}} = M_{\text{eng}} \frac{r_{\text{inf}}}{r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}} + r_{\text{vig}}}$$

$$\text{pilar superior} \quad M_{\text{sup}} = M_{\text{eng}} \frac{r_{\text{sup}}}{r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}} + r_{\text{vig}}}$$

onde:

M_{eng} = momento de engastamento perfeito da viga;

$$r_{\text{vig}} = 4I_{\text{vig}}/l_{\text{vig}} \quad ;$$

$$r_{\text{sup}} = 6I_{\text{sup}}/l_{\text{sup}} \quad ;$$

$$r_{\text{inf}} = 6I_{\text{inf}}/l_{\text{inf}} \quad .$$

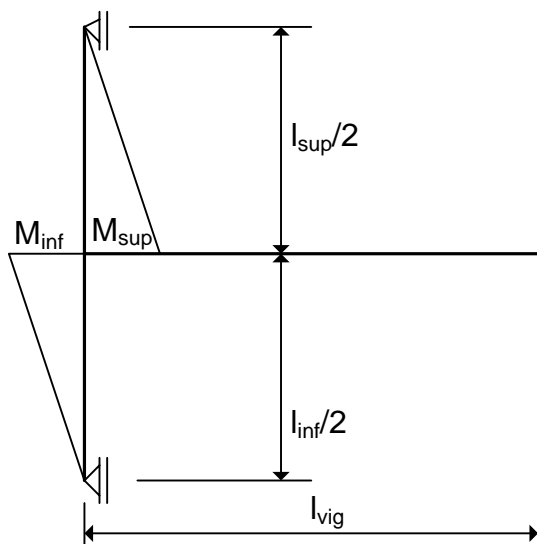


Figura 14.8 – Aproximação em apoios extremos

Alternativamente, o modelo de viga contínua pode ser melhorado, considerando-se a solidariedade dos pilares com a viga, mediante a introdução da rigidez à flexão dos pilares extremos e intermediários. Neste caso, as observações anteriores devem ser desconsideradas.

A adequabilidade do modelo empregado deve ser verificada mediante análise cuidadosa dos resultados obtidos.

Item da NBR-6118: 14.7.4

O limite $x/d \leq 0,30$ para se dispensar a verificação da capacidade de rotação plástica é excessivo. Comparando com a tabela 1 (apresentada anteriormente), verifica-se que ele é maior que os limites para análise elástica com redistribuição, quando $\delta = 0,75$. O EC2 adota os limites correspondentes a $\delta = 0,75$ (EC2, seção 5.6.2).

Assim, por coerência com a análise linear com redistribuição de momentos, propõe-se a alteração desse item, conforme abaixo.

PROPOSTA PARA O ITEM 14.7.4

14.7.4 Análise plástica

Para a consideração do estado limite último, a análise de esforços em lajes pode ser realizada através da teoria das charneiras plásticas.

Para garantia de condições apropriadas de ductilidade, dispensando a verificação explícita da capacidade de rotação plástica prescrita em 14.6.5, a profundidade relativa da linha neutra deve ser limitada aos seguintes valores:

$x/d \leq 0,25$, para concretos com $f_{ck} \leq 35$ MPa;

$x/d \leq 0,15$, para concretos com $f_{ck} > 35$ MPa.

Daqui para frente, segue o texto já existente....

CAPÍTULO 15 – INSTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Item da NBR-6118: 15.5.2

Por se tratar de um assunto muito longo, não vou apresentar proposta de redação para esse item. Porém, sugiro uma reformulação geral, com base em um amplo estudo que realizei sobre o tema, o qual está disponível na referência [6].

Com base nesse estudo, o procedimento recomendado (extraído das páginas 88 a 91 da referência [7]) é o seguinte:

Procedimento recomendado

A NBR-6118 também apresenta um segundo critério para a verificação da indeslocabilidade horizontal dos edifícios, o qual é baseado na avaliação de um coeficiente de amplificação de momentos, denominado de coeficiente γ_z . Por esse critério, a estrutura pode ser considerada indeslocável (ou de nós fixos, segundo a nomenclatura utilizada na norma) se resultar $\gamma_z \leq 1,10$. Exemplo numérico de utilização desse critério pode ser encontrado na ref. [16].

Em um estudo apresentado na ref. [17], o Autor demonstrou que o parâmetro de instabilidade α pode ser derivado do coeficiente γ_z , o que indica que os dois critérios de verificação da indeslocabilidade são equivalentes. Entretanto, a verificação através do parâmetro de instabilidade é mais simples.

Nesse estudo, foi mostrado que os valores limites para o parâmetro α devem ser alterados para levar em conta a fissuração do concreto e o número de andares do edifício. Os efeitos da fissuração são considerados especificando-se valores nominais para a rigidez à flexão EI das vigas, pilares e paredes estruturais (ou pilares-parede) da subestrutura de contraventamento. O procedimento sugerido em [17] é apresentado a seguir, em função do tipo de subestrutura de contraventamento.

A) Parâmetros de instabilidade para contraventamento feito por paredes estruturais e/ou pilares-parede

Se o contraventamento é constituído exclusivamente por paredes estruturais e/ou pilares-parede, a estrutura é considerada indeslocável quando

$$\alpha = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{E_{cs} I_c}} \leq \alpha_{lim} \quad (6.2.6)$$

onde E_{cs} é o módulo secante do concreto, dado na equação (6.2.3), I_c é o momento de inércia da seção de concreto simples e α_{lim} é função do número de andares n do edifício e do estado de fissuração do elemento de contraventamento.

As expressões de α_{lim} são as seguintes, conforme o caso:

- para elementos não fissurados:

$$\alpha_{lim} = 0,67 \sqrt{1 - \frac{0,60}{n}} \quad (6.2.7)$$

- para elementos fissurados:

$$\alpha_{lim} = 0,47 \sqrt{1 - \frac{0,60}{n}} \quad (6.2.8)$$

Observa-se que o valor de α_{lim} depende do estado de fissuração da parede ou do pilar-parede de contraventamento. As tensões de tração no concreto, para as cargas horizontais e as cargas verticais de cálculo que atuam no elemento estrutural, podem ser determinadas como para um material elástico linear submetido à flexo-compressão. Comparando a tensão de tração máxima em cada andar com a resistência à tração característica inferior do concreto, $f_{ctk,inf}$, determina-se o estado de fissuração do elemento estrutural. A princípio, pode-se fazer uma interpolação linear entre os valores dados nas equações (6.2.7) e (6.2.8), com base no tamanho do trecho do pilar-parede que se encontra fissurado.

B) Parâmetros de instabilidade para contraventamento feito por pórticos

Se o contraventamento é feito exclusivamente por pórticos, é necessário determinar sua rigidez equivalente EI_{eq} . Neste caso, recomenda-se o emprego da equação (6.2.5). Na análise dos pórticos para cálculo do deslocamento horizontal U , considera-se a rigidez $EI = 0,70E_{cs}I_c$, para os pilares, e $EI = 0,35E_{cs}I_c$, para as vigas, conforme obtido na ref. [17].

A estrutura é considerada indeslocável se

$$\alpha = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{EI_{eq}}} \leq \alpha_{lim} \quad (6.2.9)$$

onde

$$\alpha_{lim} = 0,66 \sqrt{1 - \frac{0,39}{n}} \leq 0,62 \quad (6.2.10)$$

C) Parâmetros de instabilidade para contraventamento feito pela associação de pórticos com paredes e/ou pilares-parede

A rigidez equivalente da associação é obtida como para os pórticos. A princípio, considera-se $EI = 0,70E_{cs}I_c$ para uma parede ou pilar-parede. Porém, se ficar comprovado que esse elemento está fissurado para as cargas de cálculo, deve-se repetir a análise do conjunto considerando $EI = 0,35E_{cs}I_c$ para o mesmo.

Uma vez determinada a rigidez equivalente, emprega-se a equação (6.2.9) para comprovar a indeslocabilidade. Neste caso, a expressão de α_{lim} é dada por

$$\alpha_{lim} = 0,74 \sqrt{1 - \frac{0,53}{n}} \leq 0,72 \quad (6.2.11)$$

Na tabela 6.2.1, indicam-se os valores de α_{lim} calculados com as expressões anteriores em função do número n de andares do edifício.

Tabela 6.2.1 – Valores limites para o parâmetro de instabilidade (α_{lim})

n	Parede e pilar-parede *		Pórtico **	Pórtico e parede **
	não fissurada	fissurada		
1	0,42	0,30	0,52	0,51
2	0,56	0,39	0,59	0,63
3	0,60	0,42	0,62	0,67
4	0,62	0,43	0,62	0,69
5	0,63	0,44	0,62	0,70
10	0,65	0,46	0,62	0,72
20	0,66	0,46	0,62	0,72
α_{max}	0,67	0,47	0,62	0,72

* $\alpha = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{E_{cs}I_c}} \leq \alpha_{lim}$; ** $\alpha = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{EI_{eq}}} \leq \alpha_{lim}$

Observação:

O EC2 e a norma espanhola EHE adotam a seguinte expressão para α_{lim} , sem distinguir o tipo de elemento de contraventamento:

- para elementos não fissurados:

$$\alpha_{lim} = \sqrt{\frac{0,62n}{n + 1,6}}$$

- para elementos fissurados:

$$\alpha_{lim} = \sqrt{\frac{0,31n}{n + 1,6}}$$

Esses valores são apresentados na tabela 6.2.2

Tabela 6.2.2 - Valores limites para o parâmetro de instabilidade segundo o EC2 e a EHE

n	Não fissurado α_{lim}	Fissurado α_{lim}
1	0,49	0,35
2	0,59	0,41
3	0,64	0,45
4	0,67	0,47
5	0,69	0,48
10	0,73	0,52
20	0,76	0,54
α_{max}	0,79	0,56

Observa-se que esses valores são ligeiramente maiores do que aqueles apresentados na tabela 6.2.1 para as paredes e pilares-paredes.

Item da NBR-6118: 15.7.3

Com base no estudo realizado na referência [6], no qual foram obtidos os mesmos valores recomendados pelo ACI para a rigidez média de vigas e pilares no ELU, propõe-se o texto abaixo (em azul). A sugestão da NBR-6118 de adotar uma rigidez única $0,7E_cI_c$ para vigas e pilares deve ser eliminada, pois os resultados são dependentes da configuração do pórtico, como foi mostrado em [6].

PROPOSTA PARA O ITEM 15.7.3

15.7.3 Consideração aproximada da não linearidade física

Para a análise dos esforços globais de segunda ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, a não linearidade física pode ser considerada de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os seguintes valores:

- lajes e vigas: $(EI)_{\text{sec}} = 0,35E_{cs}I_c$

- pilares: $(EI)_{\text{sec}} = 0,70E_{cs}I_c$

onde

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

E_{cs} é o módulo secante do concreto, definido na seção 8.2.8.

Esses valores de rigidez são aproximados e não podem ser usados para avaliar esforços locais de segunda ordem, sob nenhuma hipótese.

Item da NBR-6118: 15.8.2

A NBR-6118 apresenta o índice de esbeltez λ_1 para dispensa da consideração dos efeitos de segunda ordem nos pilares.

Conforme está mostrado na figura 8.4.6, página 185 da referência [8], esse procedimento pode levar a uma solução contrária à segurança, com erros bem superiores a 10%.

Além disso, cabe a pergunta: qual a vantagem em se desprezar os efeitos de segunda ordem no dimensionamento dos pilares? Resposta: nenhuma.

De fato, o cálculo do índice λ_1 é tão trabalhoso quanto o cálculo da excentricidade de segunda ordem e_2 . Além disso, pode-se incorrer em sérios erros contra a segurança.

Esses limites para dispensa dos efeitos locais de segunda ordem, que constam nas normas de projeto, têm origem em era muito remota, quando não se dispunha sequer de uma boa calculadora. Naquela época, fazia sentido essa dispensa, devido às dificuldades de realização dos cálculos manuais. Porém, os limites eram diretos em termos do índice de esbeltez, por exemplo, “se $\lambda \leq 40$ dispensa-se a consideração dos efeitos de segunda ordem”. Simplesmente não havia necessidade de calcular nada. Aceitava-se um erro contrário à segurança para viabilizar o projeto através de um cálculo todo manual.

Hoje em dia, com todos os recursos disponíveis, tal consideração é inaceitável. Mantendo essa herança, a norma vai permitindo que se dispense a consideração dos efeitos de segunda ordem globais, dos efeitos de segunda ordem locais, dos efeitos da fluência, etc. Onde se vai chegar?

Uma norma que pretende ser avançada não pode mais manter esse tipo de dispensa. Deve-se permitir desconsiderar algum efeito, quando ele realmente for irrelevante e sua consideração exigir grande esforço de cálculo. Esse é o caso dos efeitos globais de segunda ordem e até da fluência, mas não dos efeitos locais de segunda ordem.

Diante desses argumentos, **proponho que esse item seja eliminado da Norma.**

Item da NBR-6118: 15.8.3.3.2

Segundo a NBR-6118, o momento total para o dimensionamento é

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + M_{2d} \geq M_{1d,A}$$

onde M_{2d} é o momento de segunda ordem (com a expressão dada na norma).

O momento $M_{1d,A} \geq M_{1d,\min}$ e α_b seria calculado como

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_{1d,B}}{M_{1d,A}} \geq 0,40$$

$M_{1d,A}$ e $M_{1d,B}$ são os momentos de primeira ordem (momentos iniciais, incluindo os efeitos da imperfeições geométricas locais) nas extremidades do pilar.

Exemplo 1:

Suponha o caso em que $M_{1d,B} = -1,10M_{1d,\min}$ e $M_{1d,A} = 1,10M_{1d,\min}$. Neste caso, $\alpha_b = 0,40$.

De acordo com a NBR-6118, o momento total será

$$M_{d,tot} = 0,44M_{1d,\min} + M_{2d} \geq M_{1d,A}$$

Dependendo da esbelteza do pilar, a seção crítica será a seção intermediária e o momento máximo para o dimensionamento será $M_{d,tot} = 0,44M_{1d,\min} + M_{2d}$.

Exemplo 2:

Suponha um pilar intermediário em que, devido à simetria da estrutura, a viga não transmite nenhum momento para o pilar. Neste caso, tem-se $M_{1d,A} = M_{1d,B} = 0$. É impossível calcular o coeficiente α_b ! Como ambos os momentos são menores que o mínimo, a NBR-6118 adota $\alpha_b = 1$. O pilar deverá ser dimensionado para o momento total

$$M_{d,tot} = M_{1d,\min} + M_{2d}$$

Conclusão: o pilar do exemplo 2 (que não possui momentos iniciais) terá mais armadura do que o pilar do exemplo 1 (que possui momentos iniciais). Injustificável!

No meu entender, o dimensionamento do pilar deve ser feito de modo a garantir que todas as seções do pilar sejam capazes de suportar um momento de primeira ordem mínimo, acrescido dos efeitos de segunda ordem nessa seção. Nas seções de extremidade (para estruturas de nós fixos) não se consideram os efeitos de segunda ordem.

Com esse procedimento, os pilares dos dois exemplos acima teriam exatamente a mesma armadura, o que é mais lógico. Nunca um pilar com momentos iniciais terá armadura menor do que um pilar sob compressão simples (situação hipotética, evidentemente, já que sempre haverá a imperfeição geométrica).

Aliás, isto é o que sempre se fez, e se fazia na época em que a NBR-6118/78 apresentava as excentricidades para o dimensionamento (em vez de apresentar os momentos).

Para corrigir a apresentação do método, proponho o texto abaixo.

PROPOSTA PARA O ITEM 15.8.3.3.2

15.8.3.3.2 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

Pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, seção constante e armadura simétrica e constante ao longo do seu eixo.

O momento total para o dimensionamento do pilar deve ser o maior dos valores:

$$M_{d,tot} \geq \begin{cases} M_{1d} + M_{2d} \\ M_{1d,A} \geq M_{1d,\min} \end{cases}$$

onde

$M_{1d} = 0,6M_{1d,A} + 0,4M_{1d,B} \geq 0,4M_{1d,A}$ é o momento de primeira ordem equivalente em uma seção intermediária, o qual também deve atender à condição $M_{1d} \geq M_{1d,\min}$;

M_{2d} é o momento de segunda ordem;

$M_{1d,\min}$ é o momento mínimo dado em 11.3.3.4.3.

O momento de segunda ordem é avaliado como

$$M_{2d} = N_d \frac{l_e^2}{10} \frac{0,005}{(\nu + 0,5)h}$$

onde

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \geq 0,5$$

l_e é definido em 15.6.

Os momentos de primeira ordem nas extremidades do pilar, $M_{1d,A}$ e $M_{1d,B}$, incluem os efeitos das imperfeições geométricas locais e $|M_{1d,A}| \geq |M_{1d,B}|$.

Para pilares biapoiadas com cargas transversais significativas ao longo da altura, o momento de primeira ordem equivalente deve ser considerado igual a $M_{1d} = M_{1d,A} \geq M_{1d,\min}$.

Item da NBR-6118: 15.8.3.3.3

O método do pilar-padrão com rigidez aproximada é o mesmo método dos momentos majorados, com uma expressão diferente para a rigidez equivalente do pilar.

Conforme já mostrei na página 187 da referência [8], e mesmo antes da publicação da NBR-6118/2003 (referência [9]), é possível encontrar uma expressão analítica para a excentricidade total (e o momento total), não havendo necessidade de iterações como consta na norma.

A excentricidade total é dada por

$$e_{tot} = \left(B + \sqrt{B^2 + 0,2 e_1/h} \right) h \quad (8.4.13)$$

onde

$$B = \frac{\lambda^2}{38400} + 0,5 \frac{e_1}{h} - 0,1 \quad (8.4.14)$$

sendo e_1 a excentricidade de primeira ordem equivalente.

Também consta na página 188 da referência [8] um gráfico, onde são comparadas as excentricidades totais obtidas com os dois métodos simplificados da NBR-6118. Essa figura é reproduzida abaixo.

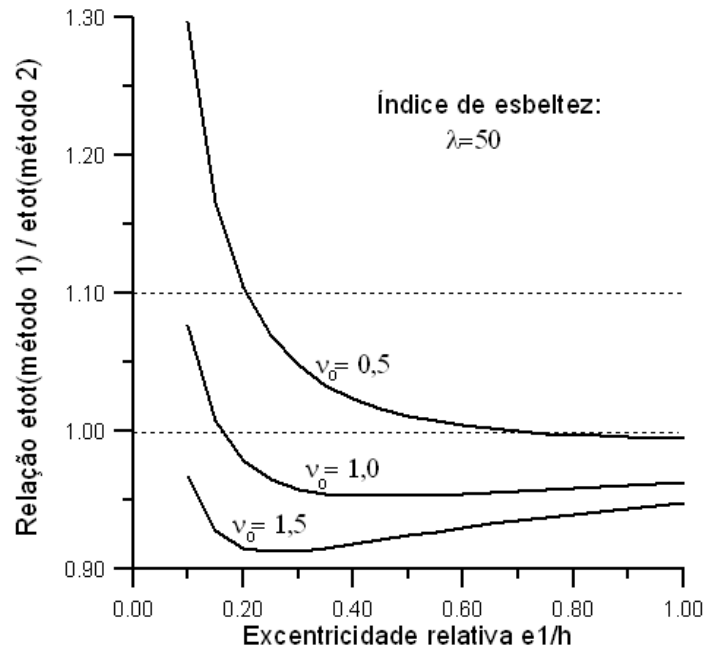


Fig. 8.4.7 – Razão entre as excentricidades totais obtidas com os dois métodos simplificados para consideração dos efeitos de segunda ordem

Conforme se observa, o método da rigidez aproximada (método 2 na figura) fornece uma excentricidade total menor do que o método da curvatura aproximada (método 1 na figura), quando o esforço normal é baixo e a excentricidade de primeira ordem é pequena. Para $\nu = 0,50$ e $e_1/h = 0,10$ a diferença é de 30%. Logo, em pilares

de grandes dimensões, com a excentricidade mínima, a diferença entre os dois métodos será muito grande.

Para evitar que a mesma norma ofereça dois métodos com resultados tão diferentes, seria conveniente limitar o uso do método da rigidez aproximada apenas para os casos em que ele forneça uma excentricidade maior do que o método da curvatura aproximada. Isto ocorre para $\nu = 0,70$ e $e_1/h \geq 0,20$, aproximadamente.

Salienta-se que, quando comparados com um modelo não linear, ambos os métodos podem fornecer soluções contra a segurança. Entretanto, o erro do método da rigidez aproximada será muito maior e, em certos casos, inaceitável.

A título de exemplo, apresenta-se o gráfico abaixo, o qual pertence a um artigo ainda não publicado. Nesse gráfico, comparam-se as áreas de aço obtidas com o método da rigidez aproximada com aquelas obtidas com o software JMPILAR, o qual se baseia em um modelo não linear. Conforme se observa, a área de aço obtida pode ser até 0,70 da realmente necessária.

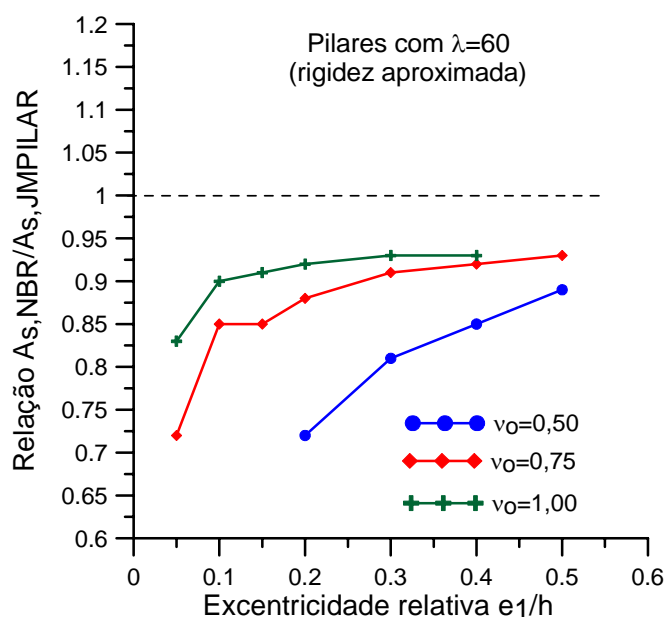


Fig. 8 – Método da rigidez aproximada - $\lambda=60$

PROPOSTA PARA O ITEM 15.8.3.3.3

15.8.3.3.2 Método do pilar-padrão com rigidez aproximada

Pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, seção retangular constante, armadura simétrica e constante ao longo do seu eixo e quando as condições a seguir forem atendidas:

$$\nu = N_d / (A_c f_{cd}) \geq 0,70 ;$$

$$\frac{M_{1d}}{hN_d} \geq 0,20 .$$

onde M_{1d} é o momento de primeira ordem equivalente definido na seção 15.8.3.3.2.

O momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da majoração do momento de primeira ordem pela expressão:

$$M_{d,tot} = \frac{M_{1d}}{1 - \frac{\lambda^2 \nu}{120\kappa}} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1,d \min} \end{cases}$$

sendo

$$\kappa = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{d,tot}}{hN_d} \right) \nu$$

As variáveis h , ν , $M_{1d,A}$ são as mesmas definidas na seção anterior.

Dessas equações, obtém-se a seguinte expressão para o momento total:

$$M_{d,tot} = \left[A + \left(A^2 + 0,2B \right)^{1/2} \right] h$$

onde:

$$A = \frac{\lambda^2}{38400} + 0,5B - 0,1$$

$$B = \frac{M_{1d}}{hN_d}$$

Item da NBR-6118: 15.8.4

A norma apresenta a fórmula do CEB para cálculo da excentricidade de fluência. Porém, só obriga sua consideração para pilares com $\lambda > 90$.

Ora, isso é uma incoerência. Para pilares com $\lambda > 90$, exige-se o emprego de processo numérico rigoroso (modelo não linear). Se vou usar um software para incluir os efeitos de segunda ordem, por que vou empregar essa fórmula aproximada para inclusão da fluência? A fluência deve ser incluída diretamente no modelo não linear.

Por outro lado, desprezar a fluência até $\lambda = 90$ é temerário, principalmente porque os dois métodos simplificados (curvatura aproximada e rigidez aproximada) ficam contra a segurança (de 10% a 20%) em muitas situações. A fórmula da

excentricidade de fluência fica a favor da segurança e, quando associada a um dos dois métodos simplificados, corrige esses erros contra a segurança (conclusão de artigo ainda não publicado).

Minha sugestão é que se utilize a recomendação original do CEB, da época em que essa fórmula foi introduzida. O texto proposto está abaixo.

PROPOSTA PARA O ITEM 15.8.4

15.8.4 Consideração da fluência

A consideração da fluência do concreto pode ser dispensada em qualquer um dos seguintes casos:

- a) $\lambda \leq 50$;
- b) $\frac{e_1}{h} \geq 2$
- c) $F_g \leq 0,2F_k$

onde

F_k = valor característico da força normal total que atua no pilar;

F_g = parcela de F_k correspondente às ações quase permanentes.

e_1 = excentricidade de primeira ordem da força F_g .

Quando nenhuma das condições anteriores for atendida, a fluência deve ser considerada, obrigatoriamente, podendo-se admitir a excentricidade adicional e_{cc} dada a seguir:

$$e_{cc} = (e_1 + e_a) \left(e^{\frac{\varphi F_g}{N_e - F_g}} - 1 \right)$$

onde

$$N_e = \frac{\pi^2 E_{cs} I_c}{l_e^2}$$

e_a é a excentricidade devida a imperfeições locais, conforme figura 11.2;

φ é o coeficiente de fluência;

E_{cs} é o módulo secante, conforme 8.2.8;

$e \cong 2,718$ é a base do logaritmo neperiano.

O momento N_{decc} deve ser adicionado ao momento total dado em 15.8.3.

Item da NBR-6118: 15.9.3

Nunca vi nada parecido em nenhuma norma de projeto. A discretização do pilar-parede em faixas independentes nunca poderá representar os efeitos no pilar como um todo. O problema deve ser analisado como placa com não linearidade geométrica.

A respeito desse item, deixo para leitura dois artigos meus: um sobre flambagem local (referência [11]) e outro sobre esse método apresentado na NBR-6118 (referência [12]).

CAPÍTULO 17 – DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE ELEMENTOS LINEARES

Itens da NBR-6118: 17.3.2.1.1 e 17.3.2.1.2

A NBR-6118 emprega o modelo do ACI para cálculo de flechas em vigas. Para a rigidez equivalente, utiliza a fórmula de Branson. Para o cálculo da flecha adicional de longa duração, emprega uma fórmula que consta no ACI.

Em diversos estudos, já demonstrei o seguinte:

- a) as flechas iniciais, obtidas com esse método, são comparáveis com aquelas obtidas com o modelo não linear e com os modelos bilineares do CEB e do EC2;
- b) as flechas finais, obtidas com esse método, podem ser totalmente incoerentes.

A fórmula para cálculo da flecha diferida sequer leva em conta o coeficiente de fluência. Essa fórmula é empírica e só funciona bem para alguns casos. Ela subestima os efeitos da fluência no estágio I (lajes maciças) e superestima os efeitos da fluência no estágio II (vigas). Não funciona bem nem para lajes, nem para vigas.

Nas referências [13, 14, 15] há os estudos que realizei sobre esse item da norma.

O melhor modelo a ser adotado é o modelo bilinear do CEB. Como esse modelo é um pouco trabalhoso (na parte de consideração da fluência), pode-se empregar o modelo bilinear do EC2 que faz uso do módulo efetivo, simplificando a consideração da fluência.

O texto abaixo foi extraído da referência [6].

6.10 - Cálculo de flechas em vigas segundo o Eurocode 2

O método adotado no Eurocode 2 [20] é muito semelhante ao método bilinear do CEB. Nesse método, a curvatura total χ em cada seção transversal da viga é dada por

$$\chi = (1 - \eta_c) \chi_1 + \eta_c \chi_2 \quad (6.10.1)$$

onde χ_1 e χ_2 são as curvaturas totais no estágio I e no estágio II, respectivamente.

O coeficiente de interpolação η_c é dado por

$$\eta_c = 0, \text{ se } M < M_r \quad (6.10.2)$$

$$\eta_c = 1 - \beta_2 \left(\frac{M_r}{M} \right)^2, \text{ se } M \geq M_r \quad (6.10.3)$$

onde $\beta_2 = 1$ para cargas de curta duração e $\beta_2 = 0,5$ para cargas de longa duração.

Observa-se que essas são as mesmas expressões do método bilinear, dadas nas equações (6.5.35) a (6.5.37).

O momento de fissuração M_r é calculado com a equação (6.5.18). Entretanto, para levar em conta a fluência do concreto, deve-se trabalhar sempre com o módulo efetivo E_{ce} no lugar do módulo secante E_{cs} . O módulo efetivo é dado por

$$E_{ce} = \frac{E_{cs}}{1 + \varphi} \quad (6.10.4)$$

onde φ é o coeficiente de fluência do concreto.

Como uma simplificação, podem-se desprezar as armaduras no cálculo do momento de fissuração. Neste caso, o momento de fissuração para seções retangulares é dado por $M_r = bh^2 f_{ct} / 6$.

As curvaturas totais no estágio I e no estágio II são dadas por

$$\chi_1 = \frac{M}{K_I} + \varepsilon_{cs} \frac{E_s S_I}{K_I} \quad (6.10.5)$$

$$\chi_2 = \frac{M}{K_{II}} + \varepsilon_{cs} \frac{E_s S_{II}}{K_{II}} \quad (6.10.6)$$

onde a rigidez K_I (no estágio I) e a rigidez K_{II} (no estágio II) são determinadas como na seção 6.5, porém considerando o módulo efetivo E_{ce} no lugar do módulo secante E_{cs} .

Nas expressões (6.10.5) e (6.10.6), E_s é o módulo de elasticidade do aço e S_I e S_{II} representam os momentos estáticos das armaduras em relação ao centroide da seção de concreto armado no estágio I e no estágio II, respectivamente. A deformação específica de retração é ε_{cs} .

Para a seção retangular da fig. 6.4.5, os momentos estáticos são dados por

$$S_I = A_s(d - x_I) - A'_s(x_I - d') \quad (6.10.7)$$

$$S_{II} = A_s(d - x_{II}) - A'_s(x_{II} - d') \quad (6.10.8)$$

onde x_I e x_{II} representam as profundidades da linha neutra no estágio I e no estágio II, respectivamente.

Observa-se que os acréscimos de curvatura devidos à retração podem ser obtidos considerando-se os momentos fletores fictícios adicionais M_{cs1} e M_{cs2} , dados por

$$M_{cs1} = E_s S_I \varepsilon_{cs} \quad (6.10.9)$$

$$M_{cs2} = E_s S_{II} \varepsilon_{cs} \quad (6.10.10)$$

Assim, a flecha da viga, incluindo os efeitos da retração do concreto, pode ser obtida por superposição do carregamento real com um carregamento fictício dado pelos momentos M_{cs1} e M_{cs2} , como é mostrado na fig. 6.10.1.

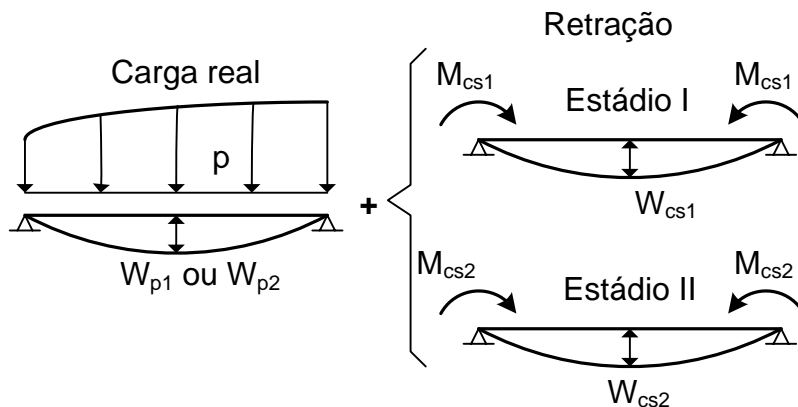


Fig. 6.10.1 – Carregamento real e carregamento fictício equivalente à retração

A flecha no estágio I, $W_1 = W_{p1} + W_{cs1}$, é obtida considerando a rigidez K_I . A flecha no estágio II, $W_2 = W_{p2} + W_{cs2}$, é obtida com a rigidez K_{II} . Finalmente, podem-se empregar as equações (6.5.38) a (6.5.40) para obter a flecha W , já incluindo os efeitos da fissuração, da fluência e da retração do concreto. Essas equações são repetidas abaixo, onde se observa que o expoente do termo M_r/M é unitário, como no método bilinear.

$$W = (1 - \eta)W_1 + \eta W_2 \quad (6.10.11)$$

$$\eta = 0, \text{ se } M < M_r \quad (6.10.12)$$

$$\eta = 1 - \beta_2 \frac{M_r}{M}, \text{ se } M \geq M_r \quad (6.10.13)$$

O método do Eurocode 2 e o método bilinear do CEB fornecem resultados muito próximos para as flechas das vigas sob a ação de um carregamento constante. Neste caso, o uso do módulo efetivo é perfeitamente justificável, como foi salientado na seção 6.6.

Observações finais:

1) O método do Eurocode 2 e o método bilinear do CEB consideram os efeitos da fluência e da retração do concreto conforme os valores de φ e de ε_{cs} . Portanto, para obter o valor da flecha inicial, basta considerar $\varphi = 0$ e $\varepsilon_{cs} = 0$.

2) O efeito da fluência é sempre considerado na fórmula prática do CEB/90. Portanto, esse método nunca fornecerá a flecha inicial. Para desconsiderar a retração, basta fazer $\varepsilon_{cs} = 0$.

3) O método da NBR-6118 fornece a flecha inicial e a flecha total, incluindo a fluência e a retração. Os resultados obtidos para a flecha inicial são coerentes com os resultados obtidos com o método do Eurocode 2 e com o método bilinear do CEB. Entretanto, os acréscimos de flecha, decorrentes da fluência e da retração, independem dos valores de φ e de ε_{cs} . Além disso, a equação (6.9.3) indica que a relação $\Delta W/W(t_o)$ é uma constante, independente do grau de fissuração da peça. Desse modo, considera-se que a fluência e a retração tenham a mesma importância no estágio I e no estágio II, o que é uma grande incoerência da formulação.

4) O ideal é sempre calcular a flecha com um modelo não linear. Dentre os métodos simplificados de projeto, o melhor é empregar o método bilinear do CEB ou o método do Eurocode 2. A fórmula prática do CEB/90 também fornece bons resultados e pode ser usada em projeto. Entretanto, o método adotado na NBR-6118 não é recomendado, devido às inconsistências no cálculo dos acréscimos de flechas decorrentes da fluência e da retração do concreto.

O CEB/90 apresenta uma fórmula prática, muito útil para a estimativa de flechas de vigas. Os resultados obtidos com essa fórmula também são bons (em termos de projeto).

O texto abaixo foi extraído da referência [6].

6.8 - Cálculo prático de flechas em vigas

Empregando o método bilinear e desconsiderando os efeitos da retração, a flecha \bar{W} na seção de referência pode ser escrita na forma

$$\bar{W} = (1 - \eta)(1 + r_{cc1}\bar{\varphi})W_1(t_o) + \eta(1 + r_{cc2}\bar{\varphi})W_2(t_o) \quad (6.8.1)$$

A rigidez da seção de concreto simples é dada por $E_{cs}I_c$, onde E_{cs} é o módulo de deformação secante do concreto e I_c é o momento de inércia da seção (desconsiderando as armaduras). Da equação (6.5.20), verifica-se que a rigidez K_I no estágio I pode ser escrita em função de $E_{cs}I_c$. Dessa forma, a flecha inicial $W_1(t_o)$ pode ser correlacionada com a flecha W_c , calculada com a rigidez $E_{cs}I_c$. O mesmo é válido para o estágio II puro.

Com essas considerações e a partir de estudos paramétricos, chegou-se à expressão simplificada⁽²⁸⁾

$$\bar{W} = \left(\frac{h}{d}\right)^3 K_t (1 - 20\rho')W_c \quad (6.8.2)$$

onde K_t é um coeficiente dado na tabela 6.8.1 em função da taxa de armadura de tração ρ .

Tabela 6.8.1 - Coeficiente K_t

ρ (%)	0,15	0,2	0,3	0,5	0,75	1,0	1,5
K_t	10	8	6	4	3	2,5	2

Os valores de K_t indicados na tabela 6.8.1 podem ser ajustados pela função

$$K_t = c_1 \rho^{c_2} \quad (6.8.3)$$

com $c_1 = 0,09547$ e $c_2 = -0,71186$.

A expressão (6.8.2) é apresentada no CEB/90 e é válida para seções retangulares com altura total h e altura útil d . Ela pode ser empregada para outras formas de seção, mas os resultados serão menos precisos. Para isto, a seção deve ser transformada em um retângulo de mesma altura e com a largura calculada de forma a preservar o momento de inércia I_c da seção original. As taxas de armadura ρ e ρ' devem ser referidas à seção retangular equivalente.

PROPOSTA PARA OS ITENS 17.3.2.1.1 e 17.3.2.1.2

Adotar o método bilinear do EC2 (que é mais simples que o bilinear do CEB e fornece bons resultados), como sendo um modelo prático refinado.

Adotar a fórmula prática do CEB/90, como uma alternativa de cálculo.

Item da NBR-6118: 17.3.5.2.1

Os valores das taxas de armadura mínima constantes na Tabela 17.3 são incompatíveis com o modelo de cálculo proposto.

O texto a seguir foi extraído da página 52 da referência [9].

Notas:

l) A tabela 3.11.1, do Volume 1, e a tabela 4.4.1, do Volume 2, fornecem as taxas mínimas da armadura de flexão ρ_{\min} , obtidas pelo dimensionamento da seção transversal para o momento de fissuração, conforme demonstrado no capítulo 3 do Volume 1. A NBR-6118 (na seção 17.3.5.2.1) permite, inclusive, considerar apenas 80% do valor do momento de fissuração.

Entretanto, a tabela 17.3 da NBR-6118 não é obtida a partir desse dimensionamento. Os valores de ρ_{\min} constantes na tabela 17.3 da NBR-6118 são simples conversões de um valor arbitrado para a taxa mecânica de armadura ω_{\min} . Desse modo, a tabela 17.3 da NBR-6118 fornece $\rho_{\min} = \omega_{\min} f_{cd}/f_{yd}$, para um valor de ω_{\min} constante. Assim, os valores tabelados não correspondem exatamente aos resultados do dimensionamento para o momento de fissuração, como ocorre com as tabelas 3.11.1 e 4.4.1 dos Volumes 1 e 2, respectivamente.

Salienta-se, ainda, que os valores de ρ_{\min} para as seções T, fornecidos na tabela 17.3 da NBR-6118, são muito baixos, especialmente para o caso de mesa tracionada. Recomenda-se calcular a armadura mínima para as seções T conforme o capítulo 4 do Volume 1.

A tabela abaixo foi extraída da referência 1.

Tabela 3.11.1 - Taxas mínimas da armadura de flexão ρ_{\min} (%)

AÇO	f_{ck} (MPa)						
	20	25	30	35	40	45	50
CA-50	0,15	0,15	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25
CA-60	0,15	0,15	0,15	0,16	0,18	0,19	0,20

e) Armadura mínima: $A_{s,\min} = \rho_{\min} A_c$, onde A_c é a área da seção transversal, considerando-se a mesa e a nervura.

Nos casos em que a mesa está comprimida, podem-se adotar os mesmos valores de ρ_{\min} das seções retangulares, fornecidos na tabela 3.11.1.

Se a mesa estiver tracionada, o momento de fissuração será maior que no caso de mesa comprimida. Assim, para seções T com a mesa tracionada, os valores de ρ_{\min} da tabela 3.11.1 devem ser multiplicados por 1,5. Evidentemente, se a mesa estiver tracionada, a seção deve ser dimensionada como uma seção retangular de largura b_w e altura h .

PROPOSTA PARA OS ITEM 17.3.5.2.1

Alterar os valores da tabela 17.3.

Item da NBR-6118: 17.5.1.4.1

Segundo a NBR-6118 a espessura equivalente é dada por

$$h_e \leq \frac{A}{u} \text{ e}$$

$$h_e \geq 2c_1$$

A primeira equação está errada!

Segundo o CEB/90, EHE, etc., o correto é:

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2C1$$

Veja-se, por exemplo, a seção 6.3.2 do EC2 para a definição da espessura da parede.

PROPOSTA PARA O ITEM 17.5.1.4.1

17.5.1.4.1 Seções poligonais convexas cheias

A seção vazada equivalente se define a partir da seção cheia com espessura da parede equivalente h_e dada por:

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2C1$$

onde:

A é a área da seção cheia;

u é o perímetro da seção cheia;

C_1 é a distância entre o eixo da barra longitudinal do canto e a face lateral do elemento estrutural.

CAPÍTULO 18 – DETALHAMENTO DE ELEMENTOS LINEARES

Item da NBR-6118: 18.5

A exigência de uso de 25% da armadura longitudinal como armadura transversal de pilares-parede também consta no CEB, mas parece excessiva e sem justificativa.

Veja-se o que exige o ACI na seção 14.3 – Minimum reinforcement , chapter 14 – Walls.

Exemplo:

Pilar 20cm x 100 cm com 26 barras de 20mm (13 em cada face).; taxa de armadura longitudinal=4,08%.

25% da armadura na face = 10,2 cm²/m

Estribos: $\phi 8$ c.9,5 cm.

Como esse pilar está no limite da definição de pilar-parede, por 1 cm a menos ele seria considerado pilar (e não pilar-parede), ele poderia ter estribos $\phi 5$ c. 20 cm, segundo as exigências para estribos de pilares. Por que dessa mudança brusca nos estribos do pilar???

O texto a seguir foi extraído da referência [8].

6.10 – Imperfeições geométricas localizadas em pilares-parede

De acordo com a NBR-6118, as imperfeições geométricas dos pilares dos edifícios podem ser classificadas em imperfeições globais e imperfeições locais. As imperfeições globais decorrem do desaprumo do edifício como um todo e devem ser consideradas no projeto dos pilares de contraventamento, como é apresentado na seção 10.3 (capítulo 10). As imperfeições

locais ocorrem entre dois andares sucessivos e são consideradas no projeto dos pilares contraventados, através de uma excentricidade acidental, como é apresentado na seção 7.3 (capítulo 7). Nesses dois casos, a imperfeição geométrica se refere ao eixo do pilar.

No caso dos pilares-parede, ainda pode ser necessário considerar as imperfeições geométricas localizadas em uma ou mais lâminas que o compõem. Neste caso, considera-se a imperfeição geométrica de uma lâmina entre dois pisos sucessivos.

Essas três situações são representadas na fig. 6.10.1.

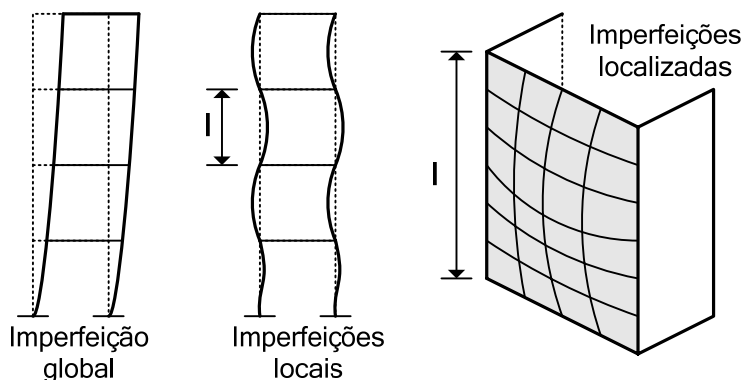


Fig. 6.10.1 – Imperfeições geométricas dos pilares

O efeito das imperfeições localizadas pode ser analisado pela teoria de placas, conforme apresentado no capítulo 2 do Volume 2. Entretanto, como as lâminas do pilar-parede estão comprimidas, devem-se considerar os efeitos de segunda ordem.

Na fig. 6.10.2, apresenta-se uma placa simplesmente apoiada nos quatro lados, submetida a um esforço normal N_x por unidade de comprimento.

Admite-se que a placa possui uma imperfeição inicial representada pelos deslocamentos transversais

$$W_o = e_1 \operatorname{sen} \frac{\pi x}{a} \operatorname{sen} \frac{\pi y}{b} \quad (6.10.1)$$

onde e_1 é o valor máximo da imperfeição, que ocorre no centro da placa.

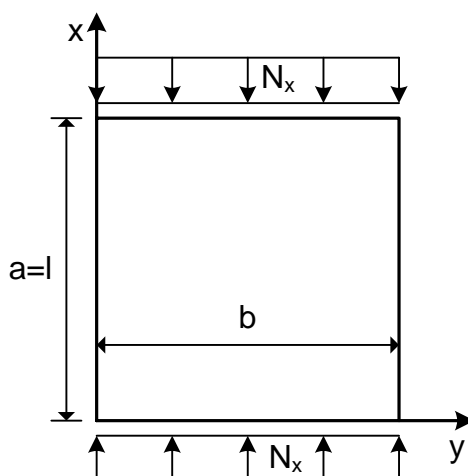


Fig. 6.10.2 – Placa imperfeita simplesmente apoiada no contorno

Devido ao esforço normal N_x , as deflexões da placa sofrerão um acréscimo $W = W(x, y)$ que pode ser escrito na forma

$$W = e_2 \operatorname{sen} \frac{\pi x}{a} \operatorname{sen} \frac{\pi y}{b} \quad (6.10.2)$$

Conforme é demonstrado na referência [23], o acréscimo e_2 da flecha no centro da placa é dado por

$$e_2 = \frac{e_1 N_x}{\frac{\pi^2 D}{a^2} \left(1 + \frac{a^2}{b^2}\right)^2 - N_x} \quad (6.10.3)$$

onde D é a rigidez à flexão da placa.

Desprezando as armaduras e considerando a fluência do concreto, pode-se escrever

$$D = \left(\frac{E_{cs}}{1 + \varphi} \right) \frac{t^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (6.10.4)$$

onde t é a espessura da placa, E_{cs} , φ e ν são o módulo secante, o coeficiente de fluência e o coeficiente de Poisson do concreto, respectivamente.

Uma vez determinada a expressão de $W(x, y)$, podem-se calcular os momentos fletores, empregando-se as relações apresentadas no capítulo 2 do Volume 2.

O momento fletor na direção vertical é de menor interesse, pois o seu efeito é distribuído por toda a seção transversal. Em outras palavras, a seção transversal do pilar como um todo deverá resistir a esse momento adicional, decorrente da imperfeição localizada em uma lâmina. Em geral, esse efeito é pequeno, não havendo necessidade de sua consideração.

Por outro lado, as lâminas devem ser dimensionadas para o momento fletor horizontal decorrente da imperfeição localizada. O valor máximo do momento horizontal ocorre no centro da placa e vale

$$M_y = D \pi^2 e_2 \left(\frac{1}{b^2} + \frac{\nu}{a^2} \right) \quad (6.10.5)$$

Admitindo que na lâmina do pilar atue o esforço normal de cálculo $N_{d,\max}$ dado na equação (6.9.8), o esforço normal N_x por unidade de comprimento é dado por

$$N_x = (\sigma_{cd} + \rho f_{yd}) t \quad (6.10.6)$$

onde os termos são os mesmos definidos anteriormente.

Assim, as armaduras horizontais do pilar-parede podem ser dimensionadas com base no seguinte procedimento:

- adotar um valor máximo para a imperfeição geométrica e_1 ;
- calcular N_x com o emprego da equação (6.10.6) em função da espessura t e da taxa de armadura longitudinal ρ na lâmina;
- calcular a flecha máxima e_2 com o emprego da equação (6.10.3);
- calcular o momento horizontal M_y dado em (6.10.5);
- dimensionar a placa para esse momento e obter a taxa ρ_t da armadura transversal.

Para a imperfeição geométrica e_1 pode-se adotar

$$e_1 \geq \begin{cases} a/400 \\ b/400 \end{cases} \quad (6.10.7)$$

Na fig. 6.10.3, mostram-se as variações de ρ_t em função de ρ e da relação b/t , obtidas com esse procedimento. Na elaboração dessa figura, adotou-se $\varphi = 2,5$, $\nu = 0,2$ e $\delta = 0,20$. O concreto possui $f_{ck} = 20$ MPa e o aço é o CA-50. No dimensionamento não foi verificada a armadura mínima de flexão.

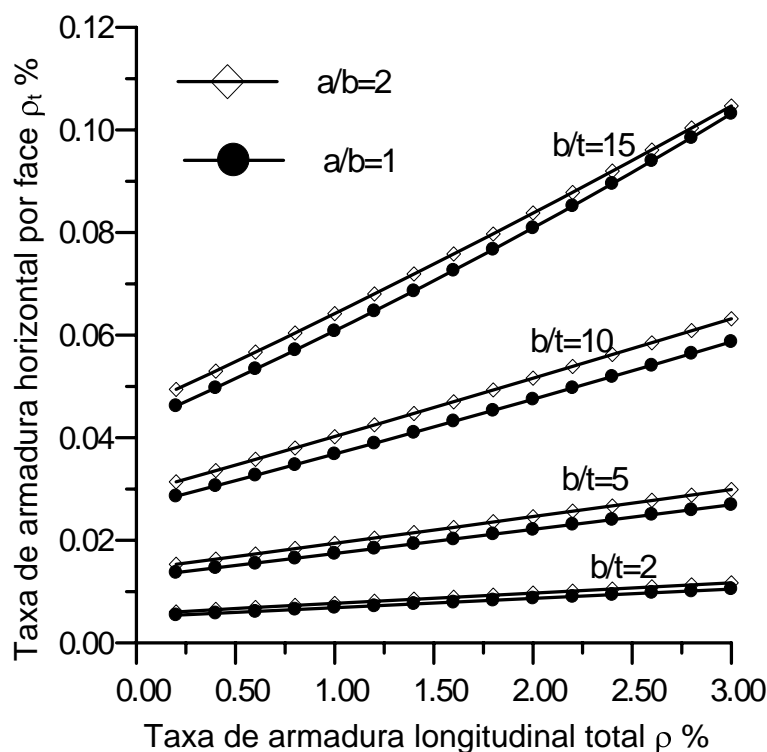


Fig. 6.10.3 – Taxa de armadura horizontal para considerar imperfeições localizadas

Conforme se observa pela fig. 6.10.3, a taxa de armadura horizontal necessária, ρ_t , em cada face das lâminas do pilar-parede, é inferior a 0,10% até para paredes com $b/t = 15$. Essa é a taxa de armadura de pele, normalmente empregada para as vigas-parede (ver capítulo 4 do Volume 4). Essa armadura também é inferior àquela que é necessária para limitar as fissuras provocadas pela retração e por variações de temperatura, conforme a tabela 7.5.1 do Volume 2.

Para concretos de maior resistência, pode-se empregar a expressão

$$\rho_t = 0,10 + 0,05 \left(\frac{f_{ck}}{20} - 1 \right) \quad (6.10.8)$$

com f_{ck} em MPa e ρ_t em porcentagem.

Desse modo, pode-se concluir que o problema das imperfeições localizadas nos pilares-parede é de importância secundária. Nesses pilares, a principal função das armaduras horizontais é garantir um controle adequado da fissuração provocada pelo impedimento da retração e/ou das deformações de origem térmica, como foi visto na seção 7.5 do Volume 2. Se

o pilar-parede estiver submetido a esforços cortantes elevados, a armadura horizontal também possui a função de resistir a esses esforços, devendo ser convenientemente dimensionada para esse fim.

PROPOSTA PARA O ITEM 18.5

Rever a exigência relativa à armadura transversal.

CAPÍTULO 19 – DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE LAJES

Item da NBR-6118: 19.3.3.2

Na tabela 19.1, a NBR-6118 permite que se adote $0,67\rho_{\min}$ para as armaduras positivas das lajes armadas em cruz. Esse valor é obtido como já foi explicado anteriormente (ver cálculo como viga contínua).

Acho temerário adotar uma armadura menor do que a mínima nas regiões onde há esforços importantes. Eu só recomendo esse valor $0,67\rho_{\min}$ para armadura negativa em apoios de extremidade de vigas (como já explicado) e nas bordas de extremidade das lajes, para controle de fissuração, quando a laje for calculada como simplesmente apoiada nessa borda.

Além disso, não concordo que se adote $0,5\rho_{\min}$ para armadura de distribuição das lajes armadas em uma direção. Conforme já mostrei na referência [16], dependendo da rigidez das vigas de apoio, a análise acoplada do pavimento pode indicar um momento fletor maior na direção do vão maior da laje (ao contrário do que ocorre quando os apoios são rígidos).

O texto abaixo foi extraído da referência [16].

3.1 – Análise integrada do pavimento, empregando o método dos elementos finitos

Na análise pelo MEF, considera-se a rigidez $0,4E_{cs}I$ para as vigas e despreza-se sua rigidez à torção.

Na fig. 8, indicam-se os momentos fletores máximos positivos em cada laje, com o sentido de colocação das armaduras correspondentes.

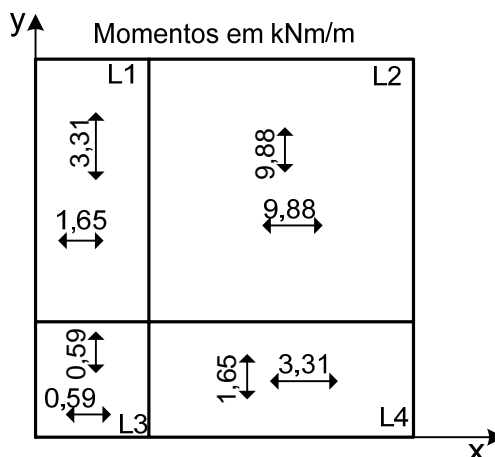


Fig. 8 – Momentos máximos positivos nas lajes obtidos com o MEF

Conforme se observa na fig. 8, nas lajes L1 e L4, os momentos positivos são maiores segundo a direção do maior vão, o que contraria os resultados do método tradicional de cálculo. Isto ocorre porque a flexão da viga V5 impõe uma grande curvatura à laje L1, segundo a direção y. Do mesmo modo, a flexão da viga V2 faz com que a laje L4 apresente uma maior curvatura segundo a direção x.

Uma vez que os métodos tradicionais de cálculo consideram os apoios das lajes indeformáveis (a condição de contorno $w = 0$ é introduzida na solução da equação diferencial da placa), eles vão sempre indicar um maior momento fletor segundo a direção do vão menor da laje.

Assim, se esse pavimento for calculado pelos métodos tradicionais, deve-se esperar uma significativa redistribuição de esforços entre as lajes e as vigas para a manutenção do equilíbrio. Felizmente, as lajes de concreto armado possuem uma grande capacidade de redistribuição de esforços, o que garante a segurança do cálculo tradicional. Entretanto, não será surpresa se as lajes L1 e L4 apresentarem fissuras perpendiculares aos vãos maiores, em sua face inferior.

Deve-se observar que o momento correspondente à armadura mínima, para uma laje com $h = 10\text{ cm}$, $f_{ck} = 30\text{ MPa}$ e aço CA-60, é $M_{k,\min} = 4,07\text{ kNm/m}$, conforme a tabela 4.4.2 do Volume 2 da referência [1]. Logo, se for respeitada a armadura mínima nas duas direções das lajes L1 e L4, essa armadura será suficiente para corrigir os erros de cálculo dos métodos tradicionais. Essa exigência, inclusive, é feita pelo BS 8110:1997 (norma britânica para projeto de estruturas de concreto, conforme [7]).

Assim, ao contrário do que está indicado na NBR-6118 [5], é recomendável que as armaduras de distribuição das lajes armadas em uma direção também respeitem a armadura mínima.

PROPOSTA PARA O ITEM 19.3.3.2

Exigir $\rho \geq \rho_{\min}$ para armaduras positivas nas duas direções, para lajes armadas em uma e em duas direções, e para armaduras negativas.

Permitir $\rho \geq 0,67\rho_{\min}$ apenas para armadura de controle da fissuração, quando ela não é essencial ao equilíbrio.

REFERÊNCIAS

1. ARAÚJO, J. M. – *Curso de Concreto Armado*, v.1. 3.ed., Ed. Dunas, Rio Grande, 2010.
2. ARAÚJO, J. M. – *Modelos para previsão do módulo de deformação longitudinal do concreto: NBR-6118 versus CEB*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.12, p.81-91, Out., 2008. Disponível em www.editoradunas.com.br/revistatpec.
3. ARAÚJO, J. M. *Análise de barragens de gravidade de concreto considerando a fase construtiva e a interação dinâmica barragem-reservatório-fundação*. Tese de Doutorado, PPGEC, UFRGS, Porto Alegre, 1995.
4. AR. Disponível em www.editoradunas.com.br/revistatpec
5. ARAÚJO, J. M. *Dimensionamento à flexão simples de seções transversais de concreto armado com ênfase na ductilidade*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.14, p.1-13, Out., 2009. Disponível em www.editoradunas.com.br/revistatpec.
6. ARAÚJO, J. M. – *Curso de Concreto Armado*, v.2, 3.ed. Ed. Dunas, Rio Grande, 2010.
7. ARAÚJO, J. M. *Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 15, p.41-53, Ed. Dunas, Rio Grande, Abril, 2010. Disponível em www.editoradunas.com.br/revistatpec.
8. ARAÚJO, J. M. *Curso de Concreto Armado*, v.3 3.ed., Ed. Dunas, Rio Grande, 2010.
9. ARAÚJO, J. M. – *Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado*., 2.ed. Ed. Dunas, Rio Grande, 2009.
10. ARAÚJO, J. M. *Métodos simplificados para consideração dos efeitos de segunda ordem no projeto de pilares de concreto armado*. Revista do IBRACON, n.27, p.3-12, São Paulo, 2001.
11. ARAÚJO, J. M. *Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.9, p.29-37, Ed. Dunas, Rio Grande, nov. 2006. Disponível em www.editoradunas.com.br/revistatpec
12. ARAÚJO, J. M. *Análise do processo aproximado da NBR-6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.10, p.1-10, Ed. Dunas, Rio Grande, julho, 2007. Disponível em www.editoradunas.com.br/revistatpec.
13. ARAÚJO, J. M. *Processos simplificados para cálculo de flechas de vigas de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 5, p.1-10, Ed. Dunas, Rio Grande, Agosto, 2004. Disponível em www.editoradunas.com.br/revistatpec
14. ARAÚJO, J. M. *Improvement of the ACI method for calculation of deflections of reinforced concrete beams*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 7, p.49-60, Ed. Dunas, Rio Grande, Setembro, 2005. Disponível em www.editoradunas.com.br/revistatpec
15. ARAÚJO, J. M. *Simplified procedures for calculation of instantaneous and long-term deflections of reinforced concrete beams*. Engenharia Civil da Universidade do Minho, n.24, p.57-68, Setembro, 2005, Portugal.

16. ARAÚJO, J. M . *Avaliação dos métodos simplificados para cálculo de lajes maciças apoiadas em vigas flexíveis*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 12, p.1-11, Ed. Dunas, Rio Grande, out. 2008. Disponível em www.editoradunas.com.br/revistatpec

BIBLIOGRAFIA CITADA

1. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *Code-modèle CEB/FIP pour les Structures en Béton*. Bulletin d'Information 124/125, Paris, 1978.
2. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*. Published by Thomas Telford, London, 1993.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6118: Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro, 2003.
4. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB Design Manual on Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete*. Switzerland, 1984.
5. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)*. Detroit, 1995.
6. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Final draft, Dec., 2003.
7. COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *Instrucción de Hormigón Estructural, EHE*. Madrid, 2007.
8. INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (FIB). *Model Code 2010*. Vol. 1, First Complet Draft.
9. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação*. 2007.

Rio Grande, Novembro de 2011

José Milton de Araújo